

На правах рукописи

БРОВКИНА Марина Вячеславовна

ПРИКЛАДНЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ  
ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ БЛОЧНОЙ СТРУКТУРЫ

Специальность: 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Автореферат  
диссертации на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Санкт-Петербург – 2004

## ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы. Характерная для железобетона работа под нагрузкой с трещинами в растянутых зонах бетона, наличие технологических и деформационных швов обуславливают деформирование железобетонных конструкций как систем блочной структуры. В этой ситуации принципиальное значение приобретает многофакторная взаимосвязь параметров деформирования и сценария реализации тех или иных предельных состояний конструкций с процессами трещинообразования и раскрытия швов. Важно отметить и то, что на текущем этапе развития железобетонных конструкций расчеты по предельным состояниям II-ой группы становятся определяющими для объектов с чисто экономической ответственностью, имеющих наиболее массовое распространение. Однако существующие методы решения рассматриваемого класса задач недостаточно соответствуют требованиям современной инженерной практики. Причинами этого часто являются или чрезмерная сложность, громоздкость и недоступность расчетного аппарата, или, с другой стороны, опережающее развитие упрощенных решений частных задач, перегруженных эмпирическими формулами и коэффициентами. При этом сохраняются методологические противоречия и фрагментарность в расчетах конструкций по предельным состояниям первой и второй групп, при анализе «переармированных» элементов, нетрещиностойких элементов плит и оболочек, остаточных ресурсов эксплуатируемых конструкций. В результате указанные несовершенства расчетных методик не позволяют повышать технико-экономический уровень проектных решений, обостряют необходимость экспериментальной проверки новых материалов и конструкций, сдерживают развитие автоматизированных систем проектирования и экспертизы железобетонных конструкций.

Насущность рассматриваемых вопросов подтверждается направленностью публикаций в профильных научно-технических изданиях, повестками дня отраслевых конференций, тематикой государственных научно-технических программ, в соответствии с которыми выполнялась работа («Архитектура и строительство» - направление 8, тема 08.0143; «Университеты России – фундаментальные исследования» - раздел 3.1.5 и 4.8.11).

Целью работы является создание на базе блочной модели деформирования прикладной унифицированной методики расчета эксплуатационных и расширенного набора предельных состояний изгибаемых железобетонных элементов стержней, плит и оболочек с нормальными трещинами и швами.

Основные задачи, решаемые в настоящей диссертации:

- целевой анализ экспериментальных и теоретических исследований прочности и жесткости изгибаемых железобетонных элементов;
- разработка модели деформирования и методики расчета напряженно-

деформированного состояния железобетонных элементов блочного строения;

- уточнение области применения модели и верификация результатов расчетов путем систематического сопоставления с экспериментальными данными;

- разработка рекомендаций по совершенствованию оценки расширенного комплекса предельных состояний, обусловленных разрушением сжатого бетона и растянутой арматуры, образованием продольных трещин откола, нарушением сцепления арматуры с бетоном, чрезмерным раскрытием трещин и швов, развитием чрезмерных перемещений конструкций.

Научную новизну работы составляют:

- прикладная блочная модель деформирования и единая методика расчета эксплуатационных и предельных состояний изгибаемых железобетонных элементов;

- практический метод прямого учета прогибов в прочностных расчетах внецентренно сжатых железобетонных элементов с трещинами и швами;

- способ оценки влияния поперечной арматуры на напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов блочной структуры;

- инженерная методика расчета жесткости и прочности элементов железобетонных плит и оболочек с пересекающимися схемами трещин.

Практическое значение работы состоит в следующем:

- разработан графоаналитический метод решения прямой и обратной задач расчета прочности и жесткости нетрещиностойких изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения;

- предложен способ расчета поперечного армирования железобетонных элементов в зоне постоянных изгибающих моментов;

- результаты исследований использованы при проектировании железобетонных опор-оболочек морских ледостойких стационарных платформ (МЛСП) для разработки нефтяных месторождений на шельфе о.Сахалин;

- материалы работы используются в учебном процессе ИСФ СПбГПУ в рамках спецкурса «Железобетонные конструкции» и при дипломном проектировании;

- сформулированы предложения по совершенствованию нормативной методики оценки эксплуатационных и предельных состояний при изгибе железобетонных элементов.

Достоверность выводов и рекомендаций обеспечивается качественным и количественным соответствием комплекса расчетных результатов данным широкого круга экспериментальных исследований, а в области возможного сравнения - результатам тестовых расчетов по ранее апробированным методикам.

Апробация работы и публикации. Основные положения и результаты работы доложены и обсуждены на Всероссийских конференциях НАСКР (г.Чебоксары, 2001, 2003г.г.), еже-

годных научно-технических конференциях СПбГПУ (2001 – 2003г.г.), семинарах кафедры «Строительные конструкции и материалы» СПбГПУ (2002 - 2004 г.). По теме диссертации опубликовано пять печатных работ.

Объем и структура диссертации. Диссертационная работа состоит из введения, четырех глав, заключения и списка литературы из 127 наименований; содержит 194 страницы машинописного текста, включая 88 рисунков.

## СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во введении обоснована актуальность темы, сформулированы цель и задачи работы, ее научная новизна и практическое значение.

В первой главе анализируются актуальные вопросы, связанные с оценкой эксплуатационных и предельных состояний железобетонных элементов: особенности структуры, деформирования и механики разрушения бетона, сцепления арматуры с бетоном. Рассматривая существующие модели деформирования и расчетные методики, отмечается, что в настоящее время разрабатываются два основных подхода к определению напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с трещинами. В первом случае появление и развитие трещин учитывается изменением интегральных жесткостных характеристик квазисплошного элемента. Такой континуальный подход позволяет в целом достоверно определять общее напряженно-деформированное состояние конструкций с относительно дисперсно распределенными трещинами. Во втором случае трещины непосредственно моделируются как локальные нарушения сплошности материала. Дискретный подход, наиболее соответствуя природе трещинообразования, позволяет в необходимой мере детализировать расчет, осуществляя мониторинг параметров трещин (форму, шаг, глубину и ширину раскрытия), оценивая локальные экстремумы напряженно-деформированного состояния в окрестностях магистральных трещин. Отмечается, что общей проблемой континуальных и дискретных подходов остается повышение универсальности и эффективности описания процесса деформирования вплоть до разрушения конструкции.

Примерами интегральных моделей, ориентированных на железобетонные конструкции с относительно дисперсным и насыщенным армированием, являются модели В.И.Мурашева, В.М.Бондаренко, Г.А.Гениева, Н.И.Карпенко, Z.P.Bazant, W.C.Schnobrich и др. Практическим преимуществом таких моделей является то, что они естественным образом вписываются в алгоритмы и вычислительные программы расчета сплошных тел.

Идея расчета железобетонных элементов с трещинами как системы упругих блоков, разделенных трещинами и взаимодействующих между собой по сжатой зоне и растянутой арматуре (Н.М. Westergaard, 1932), легла в основу т.н. блочной модели деформирования

(П.И.Васильев, А.А.Гвоздев, Н.М.Мулин, Е.Н.Пересыпкин, В.В.Белов и др.). Наряду с более строгим и полным решением традиционных задач сопротивления железобетона, блочная модель позволяет расширить диапазон решаемых задач. Однако, из-за сложности применения существующие блочные модели не получили распространения в повседневной практике. Поэтому сделан вывод о необходимости разработки инженерно-адаптированного варианта блочной модели деформирования железобетона.

Во второй главе представлена прикладная блочная модель деформирования (ПБМ) стержневых железобетонных элементов, работающих в условиях поперечного или продольного изгиба в зоне постоянных или малоизменяющихся изгибающих моментов.

При действии изгибающего момента  $M$  и продольной силы  $N$  в железобетонном элементе с поперечным сечением  $S$  предполагается образование и развитие регулярной системы нормальных трещин в растянутой зоне бетона с шагом  $L_{crc}$ , глубиной  $H_{crc}$  и шириной раскрытия  $a_{crc}$  (рис.1).

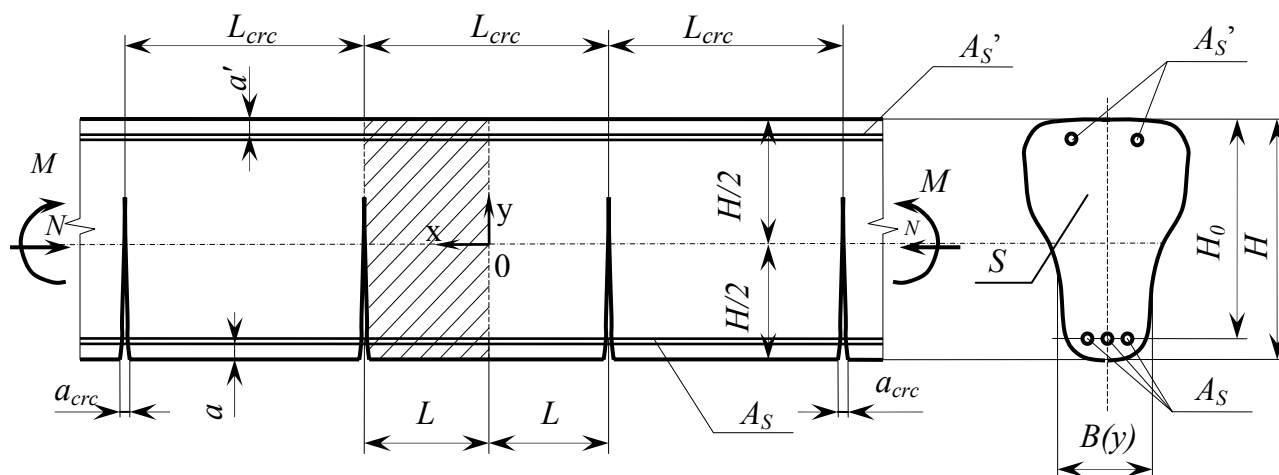


Рис.1 Схема стержневого железобетонного элемента

При этом элемент конструкции представляется системой блоков, выделенных трещинами и взаимодействующих между собой через сохраняющий сплошность бетон, а также посредством сжатой  $A_S'$  и растянутой  $A_S$  стержневой арматуры (для упрощения изложения далее рассматривается случай однорядного армирования). Напряженно-деформированное состояние элемента принимается циклически симметричным относительно сечений с трещинами  $x=\pm L$  и сечений  $x=0$ , равноудаленных от смежных трещин-близнецов. Поэтому проблема определения напряженно-деформированного состояния элемента сводится к решению задачи для симметричной половины  $S \times L$  характерного блока (рис.2). Из условий симметрии следует, что площадка контакта двух смежных блоков в процессе деформирования элемента сохраняется плоской; касательные напряжения отсутствуют. Симметрия относительно сечений  $x=\pm L$  определяет и симметричность раскрытия трещин (рис.2,а), т.е.:

$$U_s / U_b = (H - H_{\tilde{n}} - a) / H_c, \quad (1)$$

где  $U_b$  и  $U_s$  – абсолютные смещения крайнего сжатого волокна бетона и растянутой арматуры в сечении с трещиной  $x=L$  относительно центрального сечения  $x=0$ ;  $H_c$  - высота сжатой зоны бетона в сечении с трещиной.

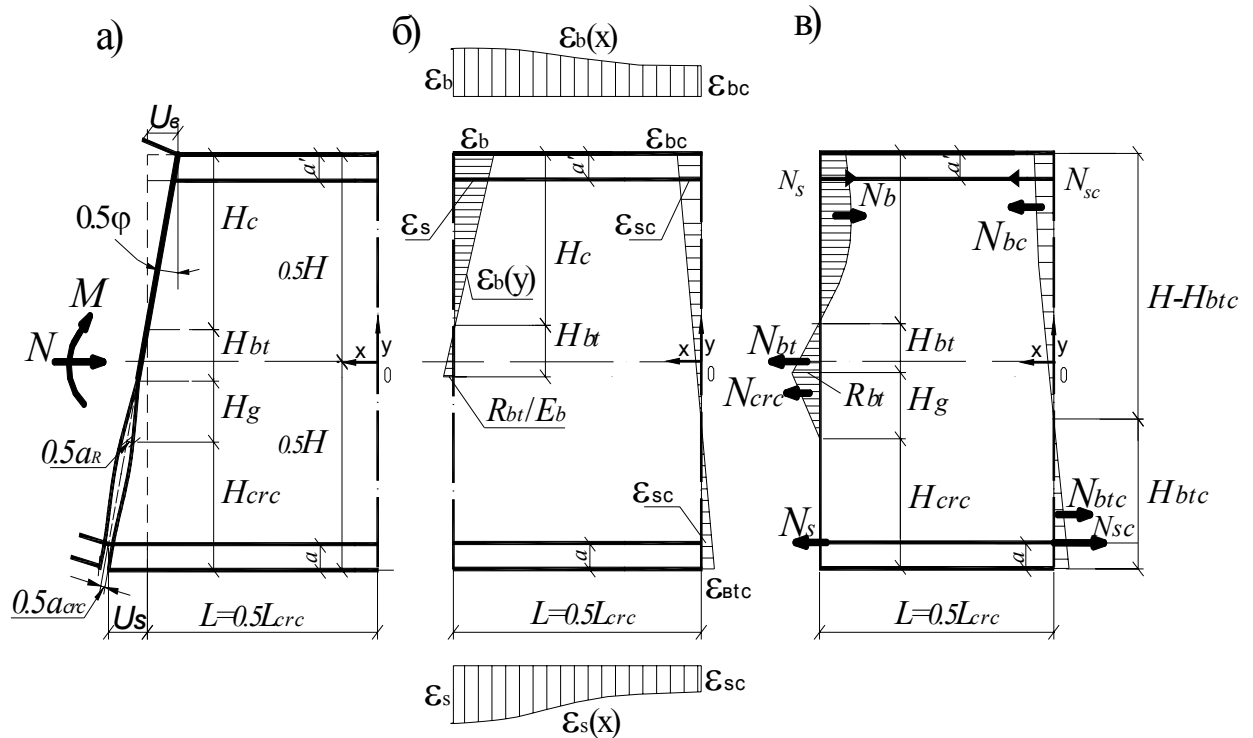


Рис.2 Расчетный блок

Распределение продольных деформаций  $\varepsilon_b(y)$  неразрушенного бетона в сечении над трещиной постулируется линейным по аналогии с гипотезой плоских сечений:  $E_b \varepsilon_b / R_{bt} = H_c / H_{bt}$  ( $E_b$  – начальный модуль деформации бетона). В центральном сечении расчетного блока  $x=0$  гипотеза плоских сечений принимается справедливой по всей высоте элемента Н (рис.2,б):

$$\frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{btc}} = \frac{H - H_{btc}}{H_{btc}}, \quad \frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{btc}} = \frac{H_{btc} - a}{H_{btc}}, \quad \frac{\varepsilon'_{sc}}{\varepsilon_{btc}} = \frac{H - H_{btc} - a'}{H_{btc}}. \quad (2)$$

Деформации сжатой арматуры  $\varepsilon'_s$  и бетона  $\varepsilon'_b$  считаются совместными вплоть до  $\varepsilon'_b = \varepsilon_{b,ul}$ ,  $\varepsilon_{b,ul}$  - предельная сжимаемость бетона. В соответствии с рекомендациями действующих СНиП для растянутой и сжатой стержневой арматуры принимается линейно-упругий закон деформирования.

Работа бетона в условиях одноосного напряженного состояния описывается расчетной диаграммой деформирования СЕВ-FIP:  $\sigma_b(y) = E_b \cdot \varepsilon_b(y) \cdot [1 - \gamma \cdot \varepsilon_b(y)]$  ( $\gamma = 1/2\varepsilon_R$  – характеристика нелинейных деформаций,  $\varepsilon_R$  - деформации при пиковых напряжениях  $R_b$  и  $R_{bt}$ ).

В случае первичного раскрытия трещины работа растянутого бетона в сечении  $x = \pm L$  учитывается как для сплошного материала до нарушения условия  $\varepsilon_{bt} \leq R_{bt} / E_b$ . Кроме того, полагается, что при ширине раскрытия трещины  $a_{crc} \leq a_R$  ( $a_R$  – критическое значение раскрытия) по берегам трещины на участке длиной  $H_g = \frac{H_c}{\varepsilon_b} \left( \frac{a_R}{L_{crc}} - \frac{R_{bt}}{E_b} \right)$  сохраняются остаточные растягивающие напряжения  $\sigma_{crc}$ , для которых по предложению А. Hillerborg-М. Modeer-Р.-Е. Petersson принимается  $\sigma_{crc} = R_{bt} \left( 1 - \frac{a_{crc}}{a_R} \right)$ . При раскрытии шва или при повторном раскрытии трещины  $N_{bt} = N_{crc} = 0$ .

В соответствии с экспериментальными данными распределение относительных деформаций крайнего сжатого волокна бетона  $\varepsilon_b(x)$  на изменяющейся длине расчетного полублока  $L$  существенно зависит от уровня нагружения. Поэтому на всех этапах деформирования расчетная эпюра  $\varepsilon_b(\delta)$  представляется состоящей из двух переменных частей: прямоугольной с ординатой  $\varepsilon_{bc}$  ( $\varepsilon_{bc}$  – деформации сжатого бетона в сечении  $x=0$ ) и криволинейно-треугольной с высотой  $\Delta\varepsilon_b = \varepsilon_b - \varepsilon_{bc}$  при  $x=L$  (рис.3). Аналогичный прием использован

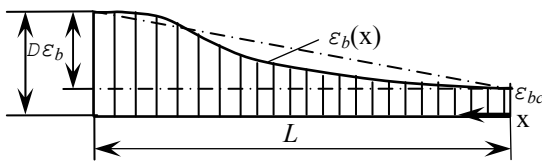


Рис.3 К определению перемещений крайнего сжатого волокна бетона в сечении с трещиной

для оценки осевых деформаций растянутой арматуры на длине  $L$ . При этом учитывается мнение ряда исследователей (в частности, Ю.П.Гущи, Е.Н.Пересыпкина), что вид функции сцепления арматуры с бетоном  $\tau_{c\delta} = f(x)$  мало влияет на значения относительных дефор-

маций  $\varepsilon_b$  бетона и арматуры  $\varepsilon_s$  в сечении с трещиной и на высоту сжатой зоны  $H_c$ . Таким образом, для оценки перемещений  $U_b$  и  $U_s$  имеем функциональные зависимости:

$$U_b = \varepsilon_{bc}L + (\varepsilon_b - \varepsilon_{bc})L\omega_b, \quad U_s = \varepsilon_{sc}L + (\varepsilon_s - \varepsilon_{sc})L\omega_s, \quad (3)$$

где:  $\omega_b = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b,ul}}$ ,  $\omega_s = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{sR}}$  – коэффициенты полноты эпюр  $\varepsilon_b(\delta)$  и  $\varepsilon_s(\delta)$ ;  $\varepsilon_{sR}$  – относитель-

ное удлинение арматуры при  $\sigma_s = R_s$ . Следовательно, выражение (1) преобразуется в линейное соотношение для усредненных на шаге трещин деформаций, принимаемое обычно (начиная с В.И.Мурашева) эвристически, но имеющее хорошее экспериментальное подтверждение (см., например, опыты В.Н.Гусакова):

$$\frac{\varepsilon_{bc} + (\varepsilon_b - \varepsilon_{bc})\omega_b}{\varepsilon_{sc} + (\varepsilon_s - \varepsilon_{sc})\omega_s} = \frac{H_c}{H - H_c - a}. \quad (4)$$

В этом случае локальная кривизна элемента  $\rho$  в сечении с трещиной (рис.2,а) определяется

$$\rho = \frac{\varphi}{2L} = \frac{\varepsilon_{bc} + (\varepsilon_b - \varepsilon_{bc})\omega_b}{H_c}.$$

Исходя из условия, что максимальный на данном уровне нагружения расчетный шаг трещин  $L_{crc}^{\max} = 2L_{crc}^{\min}$  имеет место при  $\varepsilon_{brc} = \varepsilon_{bt,ul}$  ( $\varepsilon_{bt,ul}$  - предельная растяжимость бетона), высота растянутой зоны бетона  $H_{brc}$  и деформации  $\varepsilon_{bc}, \varepsilon_{sc}, \varepsilon_{sc}'$  при нелинейной работе сжатого и растянутого бетона определяются из совместного решения уравнений равновесия для сечения  $x=0$ :  $\sum N(x=0) = 0, \sum M(x=0) = 0$  (рис.2,в), и условий совместности деформаций (2). В частном случае, при линейном деформировании бетона  $H_{brc}$  определяется из уравнения равновесия  $\sum N(x=0) = 0$  и условий совместности (2).

Далее, записывая уравнения равновесия для сечения с трещиной  $x=L$ :

$$\int_{H/2-H_c}^{H/2} B(y)\sigma_b(y)dy + \varepsilon_s' E_s A_s' - \int_{H/2-H_c-H_{bt}}^{H/2-H_c} B(y)\sigma_{bt}(y)dy - \int_{-H/2+H_{crc}}^{-H/2+H_{crc}+H_g} B(y)\sigma_{crc}(y)dy - \varepsilon_s E_s A_s = N, \quad (5)$$

$$\int_{H/2-H_c}^{H/2} B(y)\sigma_b(y)\left(\frac{H}{2} - a + y\right)dy + \varepsilon_s' E_s A_s' (H - a - a') - \int_{H/2-H_c-H_{bt}}^{H/2-H_c} B(y)\sigma_{bt}(y)\left(\frac{H}{2} - a + y\right)dy - \int_{-H/2+H_{crc}}^{-H/2+H_{crc}+H_g} B(y)\sigma_{crc}(y)\left(\frac{H}{2} - a + y\right)dy = N\left(\frac{H}{2} - a\right) + M, \quad (6)$$

получаем разрешающую систему уравнений (4, 5, 6) относительно неизвестных  $H_c, \varepsilon_s, \varepsilon_b$  ( $\sigma_b(y), \sigma_{bt}(y)$  - нормальные напряжения в сжатом и растянутом бетоне в сечении  $x=L$ ).

Следующим этапом расчета является оценка шага и ширины раскрытия трещин. Так, задаваясь «нормальным» законом сцепления М.М.Холмянского  $\tau_{\tilde{n}\tilde{o}}(x) = B_o \frac{\ln(1 + \alpha_o g(x))}{1 + \alpha_o g(x)}$

( $\alpha_o, B_o$  - эмпирические параметры закона сцепления,  $g(x)$  - смещение растянутого арматурного стержня относительно бетона), из соотношения для деформаций растянутой арматуры каждого ряда  $\varepsilon_s = \varepsilon_{sc} + \sqrt{\frac{pB_o}{(1 + E_s \mu / E_b)\alpha_o E_s A_s}} \ln(1 + \alpha_o g_L)$  определяется ширина раскрытия

трещины  $a_{crc} = 2g_L = 2g(x=L)$  на уровне арматуры. Допуская только упругую стадию работы контактной системы «арматура-бетон» (предел упругого сопротивления в соответствии с рекомендациями Г.М.Спрыгина и М.М.Холмянского принимается  $\tau_{\tilde{n}\tilde{o},ul} = 0.35B_o$ ), максимальные касательные напряжения сцепления вычисляются по «нормальному» закону:

$\tau_{\max} = \tau_{\tilde{n}\tilde{o}}(x=L)$ .

Из натуральных и лабораторных исследований железобетонных элементов известно, что

7



даже в зоне постоянных изгибающих моментов в ряде случаев процесс разрушения сопровождается выклиниванием нормальных трещин с образованием вторичных продольных трещин. Расчетным критерием образования таких трещин откола сжатой зоны бетона по предложению Е.Н.Пересыпкина принимается  $\sigma_y \geq R_{bt}$ . Учитывая плоскую форму перемещений над вершиной трещины и справедливость здесь соотношений теории упругости (из-за невысокого уровня напряжений в окрестностях нейтральной зоны), нормальные напряжения  $\sigma_y$  в вершине трещины по продольной площадке предлагается определять по формуле:

$$\sigma_y = \frac{\nu}{1-\nu} \left( \frac{N}{E_b (A_S E_s / E_b + B H C)} + E_b \rho \left( H_{crc} - \frac{H}{2} \right) + R_{bt} \right), \quad (7)$$

где  $\nu$  – коэффициент поперечной деформации бетона. В результате из условия недопущения продольных трещин откола появляется возможность расчетного обоснования погонной площади поперечного армирования, до сих пор назначаемой конструктивно:  $A_{sw} = \sigma_y B / R_{sw}$  ( $R_{sw}$  – расчетное сопротивление поперечной арматуры).

С целью определения области применения ПБМ выполнен цикл численных экспериментов и параметрический анализ модели. Верификация предлагаемой методики оценки эксплуатационных и предельных состояний проведена на основе многофакторного сопоставления результатов расчетов по ПБМ с данными экспериментальных и численных исследований железобетонных изгибаемых элементов, выполненных А.В.Трофимовым (ЛИСИ),

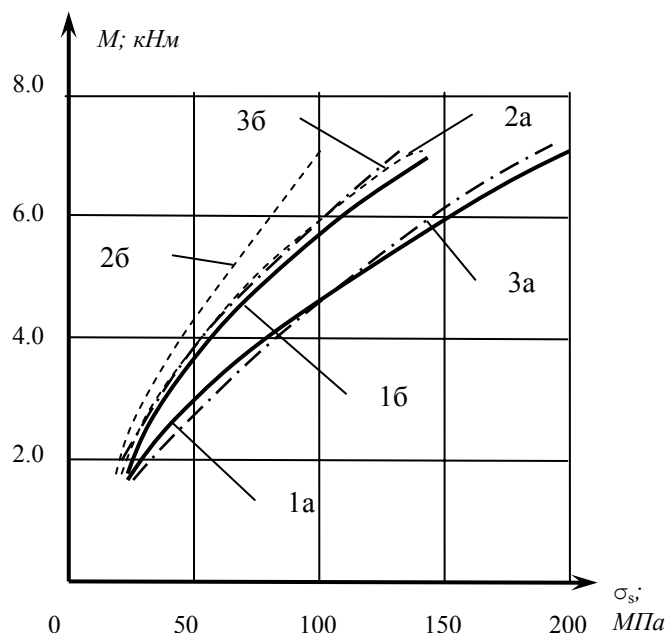


Рис.4 Зависимость напряжений в растянутой арматуре в сечении с трещиной от величины изгибающего момента при  $\mu=0.00342$ (а);  $\mu=0.00447$ (б);  $R_{bt}=2.3$  МПа. 1 – эксперименты А.А.Кулябина; 2 – расчеты Г.К.Захарьева; 3 – по ПБМ

А.А.Кулябиным, Г.К.Захарьевым (ЛПИ), Н.М.Мулиным, Ю.П.Гущей, Т.И.Мамедовым (НИИЖБ), Е.Н.Пересыпкиным (Краснодарский ПИ), E.Giuriani, G.Plizzari (Milan TU), а также вычисленных в соответствии с нормативной методикой. Качественное и количественное согласие результатов расчета с опытными данными и результатами расчетов, выполненных по другим методикам (см., например, рис.4), подтвердило корректность использования предлагаемой модели при расчетах эксплуатационных и предельных состояний железобетонных элементов с различными процентами армирования.

В третьей главе описывается инженерный метод экспресс-оценки несущей способности и деформативности нетрещиностойких изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного поперечного сечения площадью  $B \times H$  с использованием системы номограмм, полученных с помощью ПБМ. Задача проверки прочности и оценки жесткости решается следующим образом. При заданных параметрах сечения, прочностных и деформативных характеристиках материалов и относительном значении изгибающего момента  $m = M / \hat{A}R_{bt}H^2$  по номограммам, построенным для бетонов класса В15 – В40 и арматуры класса АIII (рис.5) определяются деформации крайнего сжатого волокна бетона  $\varepsilon_b$  и растянутой арматуры  $\varepsilon_s$  в сечении с трещиной. Далее по необходимости контролируются условия: 1) прочности сжатого бетона:  $\varepsilon_b \leq \varepsilon_{b,ul}$ ; 2) прочности растянутой арматуры:  $\varepsilon_s \leq \varepsilon_R$ ; 3) образования трещин откола сжатой зоны бетона:  $\sigma_y \leq R_{bt}$ ; 4) несущей способности контактной системы «арматура-бетон»:  $\tau_{max} \leq \tau_{cu,ul}$ ; 5) допустимого раскрытия трещин:  $a_{crc} \leq a_{crc,ul}$  ( $a_{crc,ul}$  - предельная ширина раскрытия трещин); 6) допустимости прогибов элемента  $f = \int_0^l \bar{M}_x \rho(x) dx : f \leq f_{ul}$ ,

где  $f_{ul}$  - предельно допустимый прогиб,  $\bar{M}_x$  - изгибающий момент в сечении  $x$  от единичной нагрузки.

На базе общей методики разработаны алгоритмы решения практических задач частного типа. Так, представлен порядок определения минимальной разрушающей нагрузки при заданных характеристиках сечения по представленному комплексу предельных состояний (обратная задача), решения задачи по подбору сечений бетона, продольной и поперечной арматуры, а также оценки предельных состояний обследуемых конструкций. Предлагаемая методика позволяет определить интенсивность продольного армирования  $\mu_{opt}$  для заданного сочетания прочностных и деформативных характеристик бетона и арматуры, при которой расчетные предельные состояния сжатого бетона и растянутой арматуры будут достигнуты одновременно. Используя номограммы, при заданном значении  $\mu$  возможен также подбор оптимального сочетания классов бетона и арматуры, при котором будет соблюдаться принцип А.Ф.Лолейта.

В главе 3 также представлена основанная на применении ПБМ инженерная методика расчета по деформированной схеме внецентренно сжатых железобетонных элементов с трещинами или межблочными швами. Прямой учет прогибов производится путем введения в расчетную схему сосредоточенных углов поворота  $\varphi$  сечений с трещинами (швами) (рис.6а). В ходе итерационного расчета определяются шаг и ширина раскрытия трещин, взаимные углы поворота смежных блоков, перемещения расчетного сечения вследствие поворота блоков

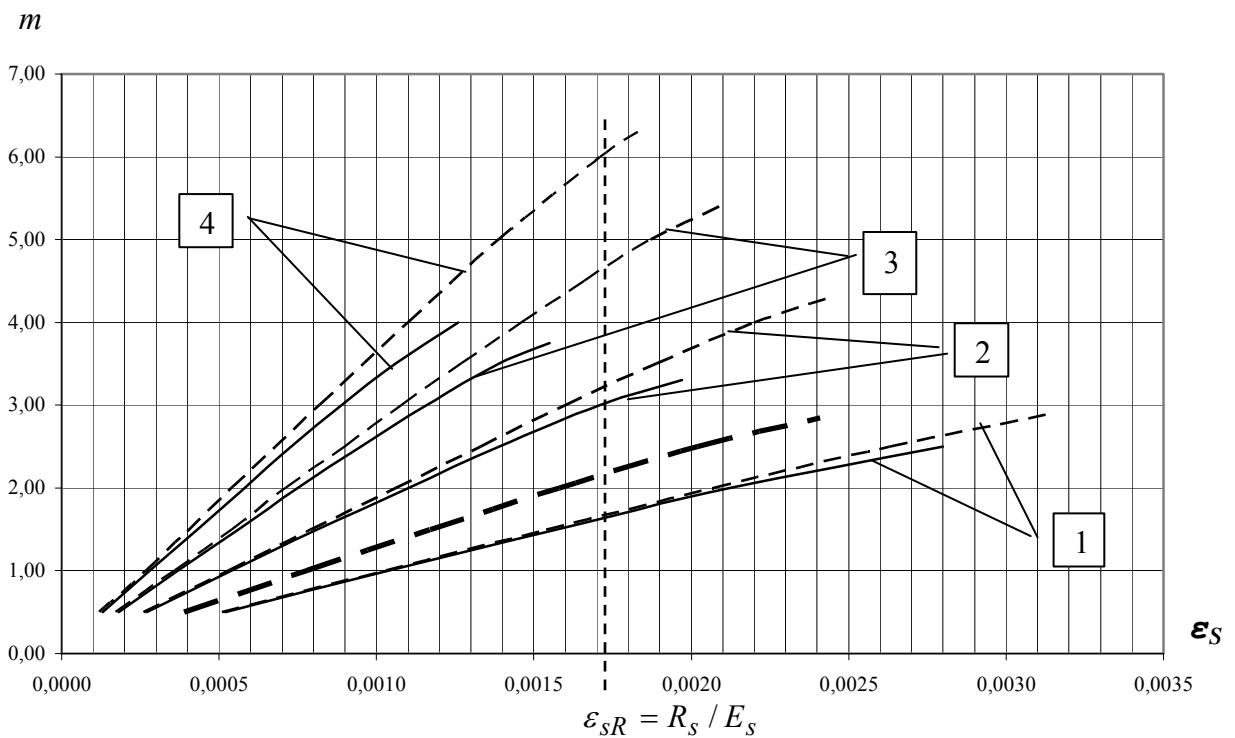
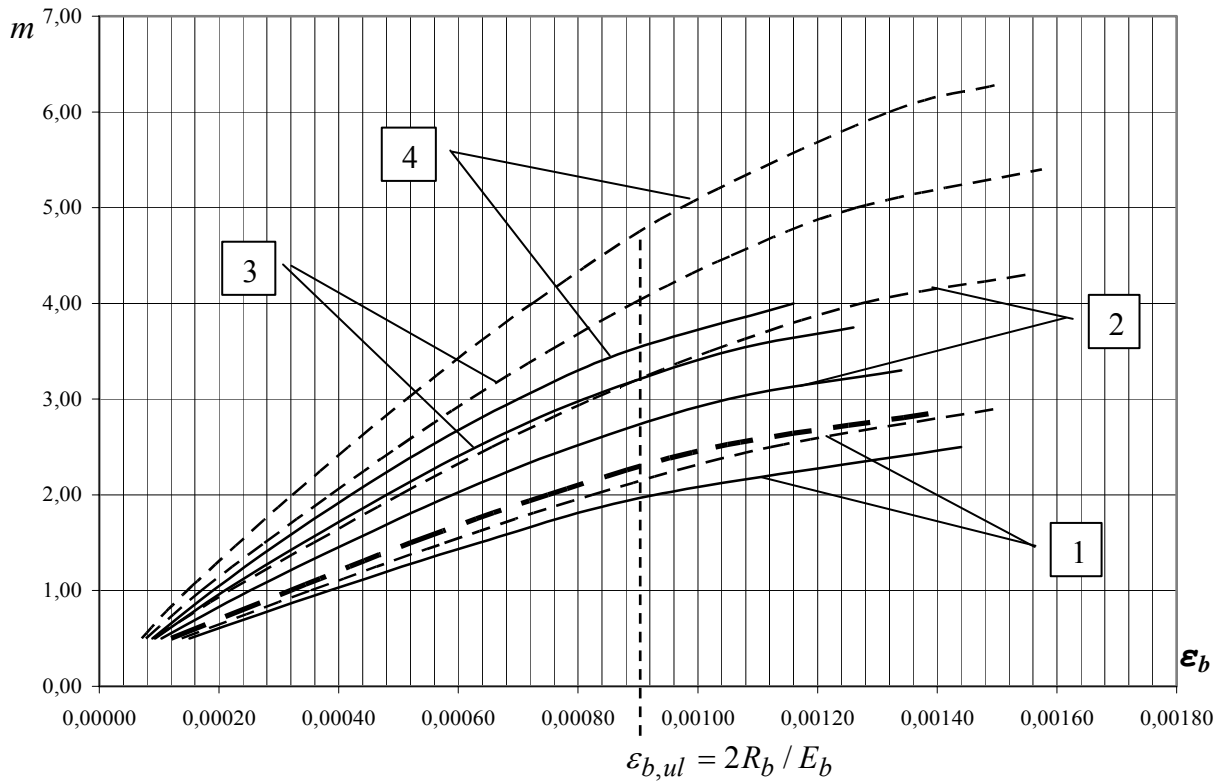


Рис.5 Номограммы для расчета железобетонных элементов, изготовленных из бетона класса В20 и арматуры класса АIII

—————  $\delta=0$     - - - - -  $\delta=0.5$     ( $\delta = A'_s / A_s$ )  
 1 —  $\mu=0.005$ ; 2 —  $\mu=0.01$ ; 3 —  $\mu=0.015$ ; 4 —  $\mu=0.02$ .  
 - - - - -  $\mu_{onm} = 0.0068$

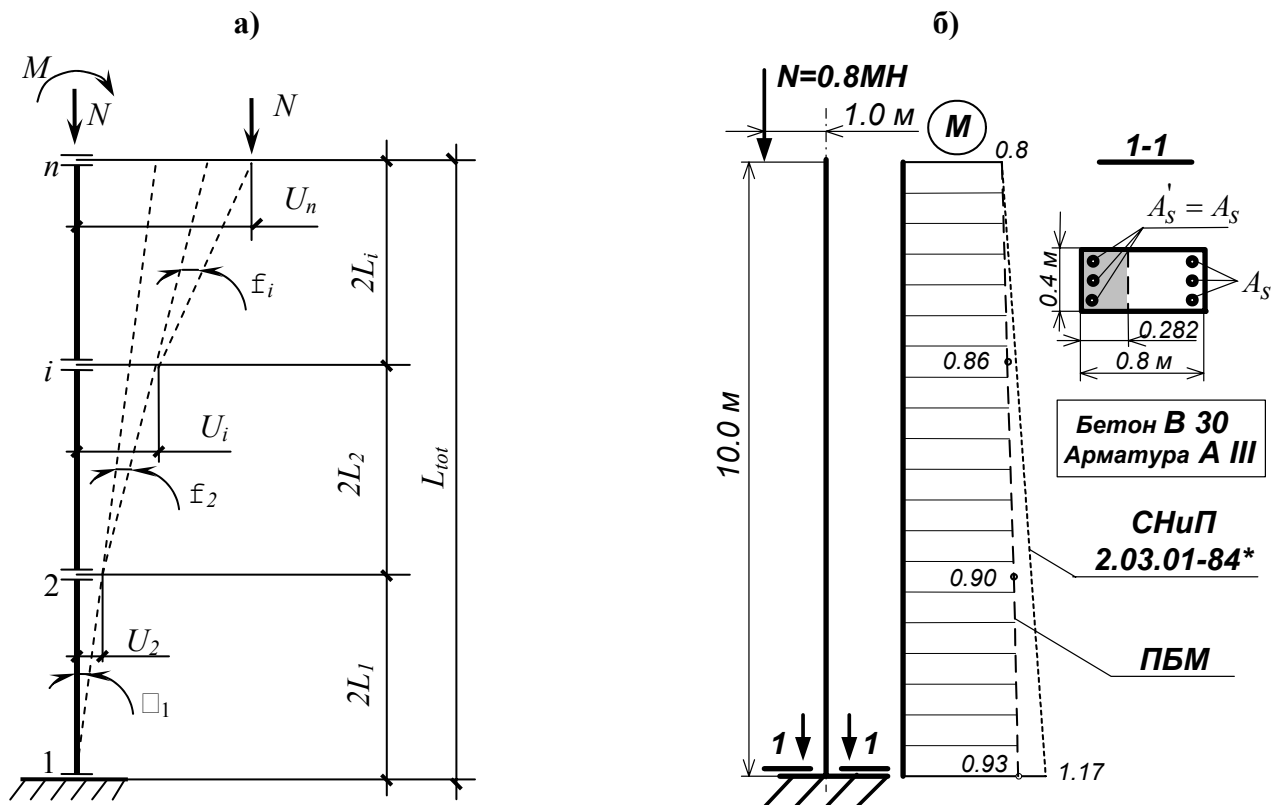


Рис.6 Расчет внецентренно сжатого элемента по деформированной схеме

и приращение эксцентриситета продольного усилия вследствие прогиба, проверяется несущая способность нормальных сечений. Проведен сравнительный анализ результатов расчетов кратковременно нагруженной железобетонной стойки (рис.6б) по предлагаемому способу и методике СНиП 2.03.01-84\*. Для рассматриваемого примера соотношение расчетных площадей армирования в сечении с заделкой составило  $A_S^{i\dot{A}i} / A_S^{\dot{N}i\dot{e}i} = 0.76$ .

В четвертой главе прикладная блочная модель деформирования развита для элементов плит и оболочек, в том числе с пересекающимися схемами трещин. Известно, что для пластинчатых и оболочечных конструкций

характерна работа с образованием регулярной системы ортогональных макротрещин, шаг которых сопоставим с толщиной  $H$  элемента. Также без существенного противоречия опытным данным трещины можно рассматривать нормальными к срединной поверхности элемента на всех стадиях деформирования. Для оценки напряженно-деформированного состояния элемента плиты (оболочки) с трещинами, ортого-

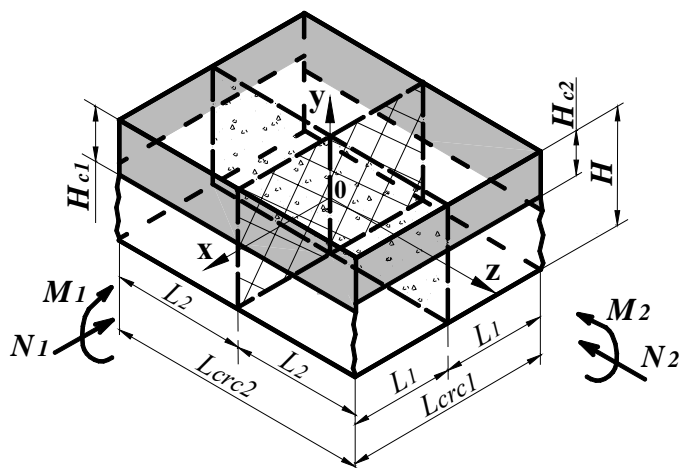


Рис.7 Расчетная схема железобетонного элемента с пересекающимися трещинами при положительных направлениях усилий

нальными направлениям армирования, в качестве расчетных областей выделяются блоки между смежными трещинами (рис.7). Расчет напряженно-деформированного состояния такого пространственного железобетонного элемента, работающего в зоне действия изгибающих моментов  $M_1, M_2$  и тангенциальных усилий  $N_1, N_2$ , сводится к совместному решению уравнений ПБМ для двух ортогональных нормальных сечений, равноудаленных от соседних трещин  $x=L_1$  и  $z=L_2$ . При этом предполагается, что вследствие циклической симметрии напряженно-деформированного состояния, рассматриваемые центральные сечения блока сохраняются плоскими. Тогда классическая гипотеза прямых нормалей реализуется только для центральной нормали  $n_0(x=0, z=0)$ . А для средних нормалей в сечениях с трещинами  $n_1(x=L_1, z=0)$  и  $n_2(x=0, z=L_2)$  справедлива лишь кинематическая гипотеза прямой линии. При этом в зоне треснувшего бетона эта прямая является осью раскрытия трещины. Распределение продольных деформаций  $\varepsilon_i (i=1,2)$  по высоте средних нормалей  $n_i$  постулируется линейным только над (под) вершиной трещины. Деформации ортогонального направления  $\varepsilon_j (j=3-i)$  для расчетных нормалей  $n_i$  принимаются равными соответствующим деформациям центральной нормали  $n_0$ . Работа бетона, сохраняющего сплошность в обоих направлениях, моделируется как для нелинейно-ортотропного материала:

$$\sigma_i = \frac{E_b}{1-\nu^2} \left[ \varepsilon_i + \nu \varepsilon_j - \gamma (\varepsilon_i^2 + \nu \varepsilon_j^2) \right]. \quad (8)$$

Деформации бетона и арматуры, размеры растянутых зон  $H_{btcl}$  и  $H_{btcl2}$  для центральной нормали  $n_0$  определяются из аналогичных балочному варианту ПБМ уравнений, по-прежнему полагая краевые удлинения в центре блока равными предельной растяжимости бетона  $\varepsilon_{bt,ul}$ . Функциональные зависимости для краевых перемещений блока  $U_{bi}, U_{si}$  имеют вид (3). Уравнения равновесия в сечениях с трещинами:

$$\sum X(x=L_1) = N_1; \sum M(x=L_1) = M_1; \sum Z(z=L_2) = N_2; \sum M(z=L_2) = M_2 \quad (9)$$

записываются по аналогии с (5) и (6), дополнительно пренебрегая изменчивостью напряженно-деформированного состояния по ширине сечения  $B_i = L_{crc,j}$ . В итоге имеем разрешающую систему уравнений ПБМ из четырех уравнений равновесия (9) и двух условий совместности перемещений вида (4) относительно шести неизвестных:  $\varepsilon_{b1}, \varepsilon_{b2}, \varepsilon_{s1}, \varepsilon_{s2}$  — деформаций крайних сжатых волокон бетона и растянутой арматуры по направлениям  $x$  и  $z$  для нормалей  $n_1$  и  $n_2$ ;  $H_{c1}, H_{c2}$ , — размеров сжатых зон бетона в соответствующих сечениях с трещинами. Оценка параметров трещин, максимальных напряжений сцепления и нормальных напряжений  $\sigma_y$  проводится по аналогии с балочным вариантом ПБМ. Таким образом, предель-

ные состояния I-й и II-й групп элементов железобетонных плит (оболочек) с различными схемами трещин, включая пересекающиеся, также оцениваются с методологически единых позиций. Разработанная модель применялась при проектировании железобетонных опор-оболочек МЛСП Лунского и Пильтун-Астохского месторождений (проект Сахалин-2). В качестве иллюстрации на рис.8 представлены некоторые результаты расчетов, выполненных с использованием балочного (I) и двухмерного (II) вариантов ПБМ ( $H = 0.6i$ ,  $M_1 = 761.5 \text{éñ} / i$ ,  $M_2 = 410.0 \text{éñ} / i$ ,  $N_1 = 2020.0 \text{кН} / \text{м}$ ,  $N_2 = 499.0 \text{кН} / \text{м}$ ). Полученные данные показывают, что учет пространственного деформирования приводит к снижению

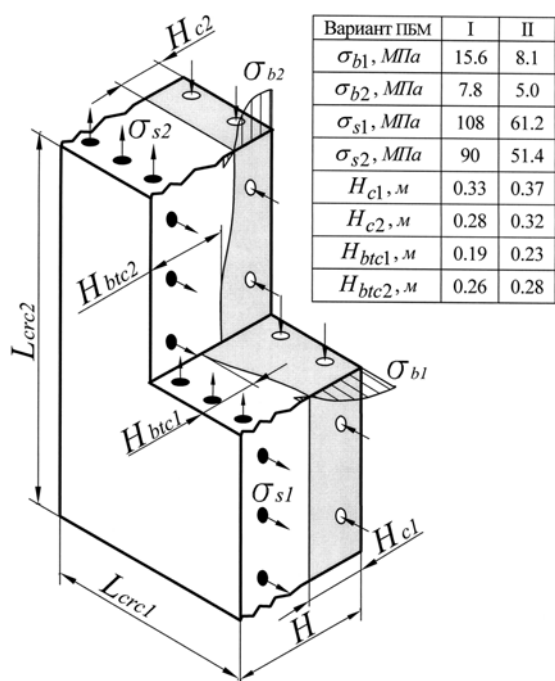


Рис.8 Элемент с пересекающимися схемами трещин

уровня характерных напряжений в бетоне и арматуре, уменьшает глубину и ширину раскрытия трещин.

Далее в главе 4 предлагается метод учета влияния арматуры перекрестного направления на напряженно-деформированное состояние нетрещиностойких железобетонных элементов стержневых конструкций, пластин и оболочек.

Для стержневых элементов роль перекрестной арматуры выполняют хомуты, а в элементах плит (оболочек) – продольная арматура ортогонального направления. В рамках предлагаемого метода стержни поперечного направления рассматриваются как балки на упругом бетонном основании, сосредоточенно нагруженные на пересечении с арматурой продольного направления.

Схема полубесконечной балки с краевым приложением силы  $P$  соответствует стержневому железобетонному элементу (рис.9а), схема бесконечной центрально нагруженной балки – элементу пластины (оболочки) (рис.9б). Влияние

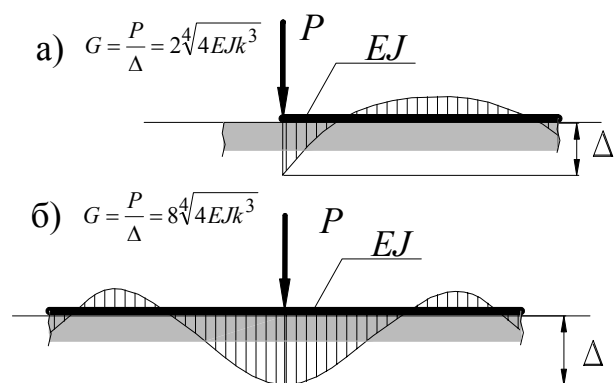


Рис.9 Перемещения стержня на упругом основании

перекрестной арматуры на деформирование продольных стержней моделируется сосредоточенными упругоподатливыми связями с жесткостями  $G_j = \beta\sqrt[4]{4EJk^3}$ , где  $\beta$  – коэффициент, зависящий от вида расчетной схемы для перекрестной арматуры;  $EJ$  – изгибная жесткость поперечных стержней;  $k$  – переменный коэффициент постели основа-

ния, принимаемый по эмпирическим зависимостям P.Gambarova, M.Di Prisco (Milan TU). С учетом поперечных связей уравнения равновесия и смещения продольной арматуры выглядят следующим образом (рис.10):

$$N(x) = N_{sc} + p \int_0^x \frac{\tau_{\max} x}{L} dx + \sum_{j=1}^n G_j (U_{s,j} - U_{bt,j}), \quad (11)$$

$$U_s(x) = \varepsilon_{sc} x + \frac{p \tau_{\max}}{6 E_s A_s L} x^3 + \frac{1}{E_s A_s} \sum_{j=1}^n G_j (U_{s,j} - U_{bt,j}) x_j, \quad (12)$$

где  $n$  – количество поперечных стержней на длине  $x$ ,  $G_j$  – жесткость  $j$ -ой условной связи с координатой  $x_j$ ,  $U_{s,j}$  и  $U_{bt,j}$  – перемещения растянутого арматурного стержня и окружающего бетона в месте контакта с  $j$ -ым поперечным стержнем.

Решение системы уравнений ПБМ с учетом (11) и (12) позволяет уточнить оценки эксплуатационных и предельных состояний рассматриваемых конструкций. Предложенная методика использована при определении параметров раскрытия сквозных трещин в железобетонных опорах МЛСП на шельфе о.Сахалин.

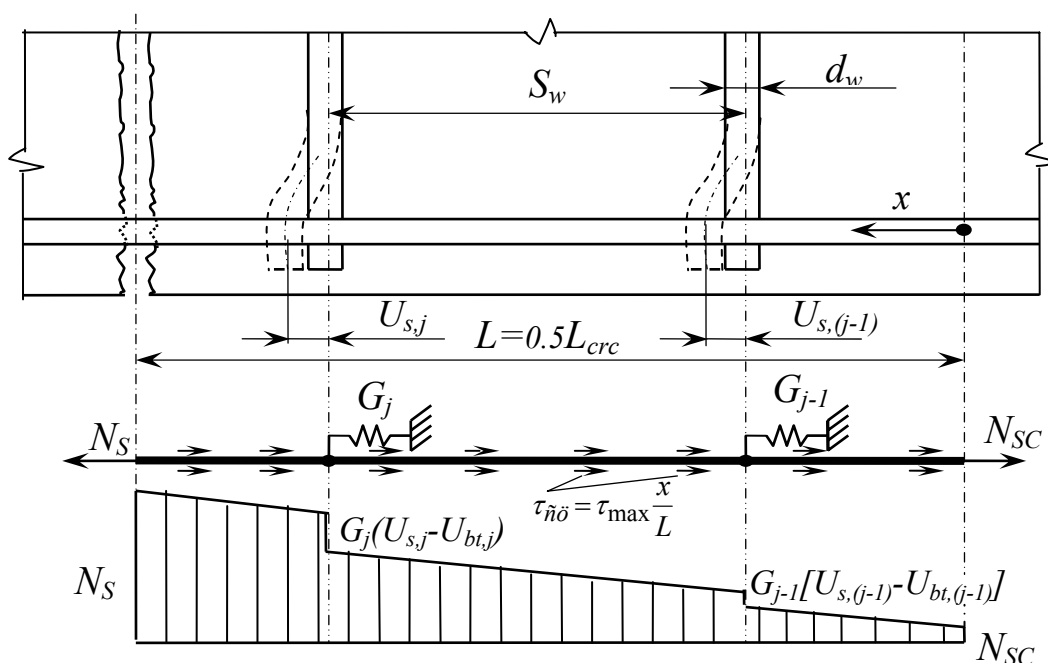


Рис.10 Расчетная схема продольной арматуры с поперечными связями

## ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

1. Анализ результатов экспериментальных и численных исследований подтвердил целесообразность принятия при совершенствовании расчетных методов в качестве первичной основы не состояние предельного равновесия, а рабочее состояние изгибаемых железобетонных элементов. При этом необходимо моделировать последовательность состояний, которые на стадии разрушения конструкции часто незначительно отличаются по силовым характеристикам и существенно - по деформационным. Поэтому актуальны прямые оценки деформа-

тивности конструкций с учетом локализации процессов разрушения в окрестностях трещин.

2. Разработанная прикладная блочная модель деформирования, соответствующая вышеуказанным отличительным принципам, позволяет взаимосвязано определять на различных стадиях работы стержневых, пластинчатых и оболочечных элементов следующие параметры:

- глубину и ширину раскрытия строительных и деформационных швов нормальной ориентации;
- глубину проникновения, ширину раскрытия и шаг нормальных трещин, в том числе при пересекающихся схемах трещинообразования в плитах (оболочках);
- локальную кривизну элемента в сечении с трещиной;
- напряжения непосредственно в сечении с трещиной: в сжатом и надтреснутом бетоне, сжатой и растянутой арматуре, в том числе при многорядном ее размещении;
- наибольшие касательные напряжения сцепления на контакте «бетон - арматура»;
- нормальные напряжения откола сжатой зоны бетона в вершине трещины (шва);

3. Комплекс численных экспериментов продемонстрировал, что прикладная блочная модель деформирования в необходимой степени адаптирована для применения в инженерной практике; может быть использована при проектировании новых, а также экспертизе и усилении эксплуатируемых конструкций; адекватно отражает системную взаимосвязь основных факторов, определяющих жесткость и несущую способность конструкций, включая локальную нелинейность деформирования сжатого и растянутого бетона, упругую податливость контактной системы «бетон – растянутая арматура», зависимость процесса разрушения бетона при растяжении от масштабного фактора; обеспечивает расчетное обоснование поперечного армирования в зоне постоянных изгибающих моментов.

4. Разработана и апробирована расчетная методика, позволяющая с единых методологических позиций оценивать автономную или комбинированную реализацию следующих предельных состояний изгибаемых железобетонных элементов, имеющих блочную структуру: текучесть (разрыв) растянутой арматуры в сечении с трещиной; раздробление бетона сжатой зоны над трещиной; преодоление упругого сопротивления контактной системы «растянутая арматура - бетон»; образование вторичных продольных трещин откола сжатой зоны бетона, исходящих из вершины нормальной трещины (шва); чрезмерное раскрытие нормальных трещин; чрезмерные прогибы нетрещиностойкой конструкции.

5. На базе прикладной блочной модели разработана система номограмм и графоаналитическая методика экспресс-оценки эксплуатационных и предельных состояний, подбора материалов и сечений изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного профиля.

6. Предложена уточненная инженерная методика расчета напряженно-деформированного состояния и оценки комплекса предельных состояний внецентренно сжа-



тых железобетонных конструкций с трещинами и швами по деформированной схеме. Практический способ прямого учета прогибов позволяет снижать (на 14...17%) расход арматуры для такого вида конструкций без ущерба надежности и безопасности их эксплуатации.

7. В рамках прикладной блочной модели деформирования конструкций блочного строения предложено учитывать влияние арматуры перекрестного направления. Разработанный метод позволяет эффективно учесть диаметр, шаг установки стержней поперечного направления и их количество на шаге нормальных трещин.

8. Разработанные модели и методы использованы при проектировании морских ледостойких стационарных платформ Лунского и Пильтун-Астохского нефтяных месторождений на шельфе о.Сахалин.

9. Инженерные методы экспресс-оценки эксплуатационных и предельных состояний изгибаемых железобетонных элементов внедрены в учебный процесс ИСФ СПбГПУ.

10. Сформулированы предложения по совершенствованию расчетов жесткости и несущей способности, разработке рациональных схем армирования изгибаемых железобетонных конструкций.

Основные положения диссертации отражены в следующих работах:

1. Бровкина М.В. Оценка эксплуатационных и предельных состояний изгибаемых железобетонных элементов с магистральными трещинами // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: Материалы Третьей Всероссийской конференции. Ч. 1. Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2001. – С. 59 – 64.
2. Бровкина М.В. Оценка эксплуатационных и предельных состояний изгибаемых железобетонных элементов с магистральными трещинами // XXX Неделя науки СПбГПУ. Ч. I: Материалы межвузовской научной конференции. СПб.: Изд-во СПбГПУ, 2001. – С.84.
3. Белов В.В., Бровкина М.В. Расчет предельных состояний изгибаемых железобетонных элементов с позиции блочной модели деформирования // Межвуз. сб. научн. трудов по гидротехническому и специальному строительству / МГСУ., СПбГПУ. – М.: МГСУ, 2002. – С. 116 – 122.
4. Бровкина М.В. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов с магистральными трещинами // XXXI Неделя науки СПбГПУ. Ч. I: Материалы межвузовской научной конференции. СПб.: Изд-во СПбГПУ, 2002. – С.91.
5. Белов В.В., Бровкина М.В. Учет влияния поперечной арматуры на напряженно-деформированное состояние нетрещиностойких железобетонных элементов//Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: Материалы Четвертой Всероссийской конференции. Ч.1. Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2003. – С.61 – 66.